

Influence des semelles soudées aux ailes des poutrelles I sur leur résistance à la flexion

par **St. Bryla,**

Docteur-Ingénieur, Professeur à l'Ecole Polytechnique de Lwow

et **Al. Chmielowiec,**

Docteur-Ingénieur, Professeur-adjoint à l'Ecole Polytechnique de Lwow

Les essais dont nous allons étudier les résultats ont eu pour but de déterminer l'augmentation de la résistance obtenue en renforçant des poutrelles I au moyen de semelles fixées par soudure : toutes les poutrelles essayées avaient une hauteur de 300 mm, une portée entre appuis de 2^m00 et une longueur totale de 2^m30. La force concentrée a été appliquée au milieu de la poutre. Au fur et à mesure de l'augmentation de la charge, on mesurait la flèche et différentes autres déformations. Les essais ont été effectués sur une machine

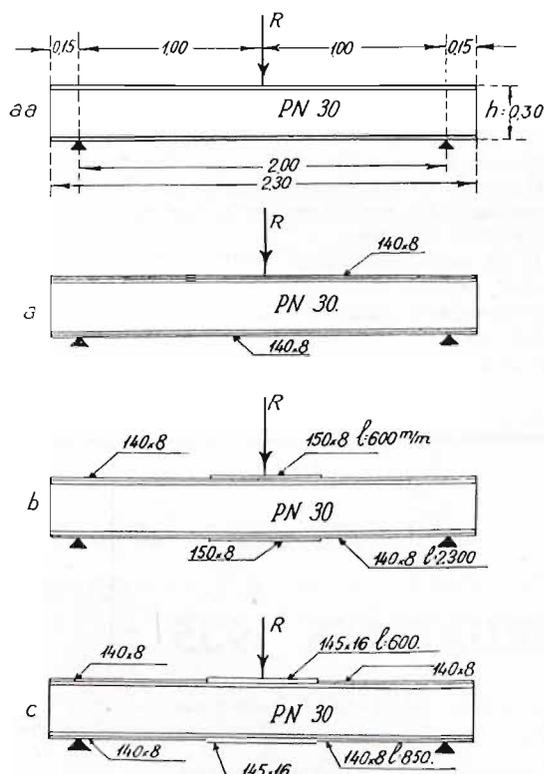


Fig. 172.

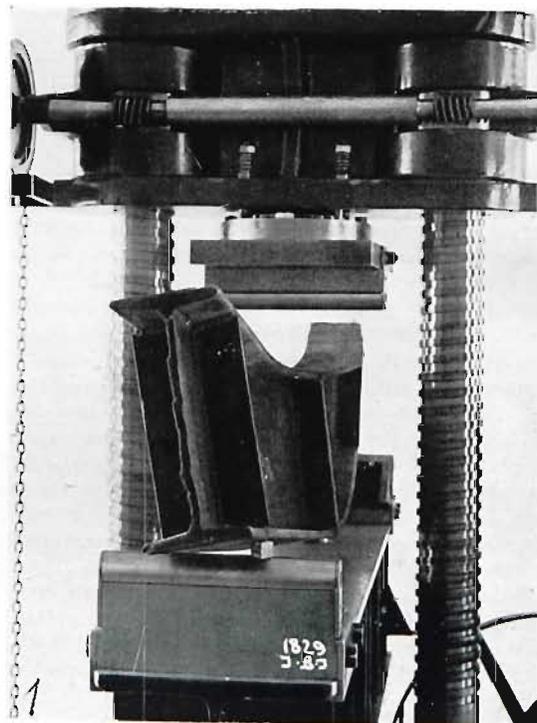


Fig. 173.

Amsler de 200 tonnes au régime de 100 tonnes (fig. 173).

On a étudié les types de poutres suivants (fig. 172, 174, 175, 176 et 177) :

Type aa : poutrelles I PN 300 sans semelle.

Type a : poutrelles I renforcées par une semelle de 140 × 8 mm.

Type b : poutrelles I renforcées par une semelle de 140 × 8 mm et une semelle de 150 × 8 mm sur une longueur de 600 mm au centre de la poutre.



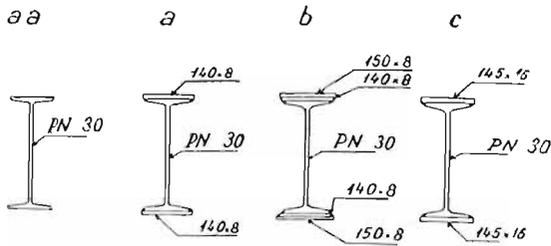


Fig. 174.

Type c : poutrelles I renforcées par une semelle de 140×8 mm à leurs extrémités et une semelle de 145×16 mm sur une longueur de 600 mm au centre de la poutre (fig. 175).

Type d : poutres composées comportant une semelle rivée de 180×10 mm (fig. 177).

Type e : poutres composées comportant une semelle soudée de 140×10 mm. (fig. 177).

Les poutres des trois premiers types ont été essayées avec et sans raidisseurs d'âme. Les poutres des deux derniers types avaient toutes des raidisseurs d'âme au droit des appuis et de la charge.

Poids des poutres d'essai

Le poids d'une poutrelle I de 2^m30 de longueur est de $54,24 \times 2,30 = 124,75$ kg.

Les semelles du type a de 140×8 mm pèsent 10,5 kg.

Les semelles du type b (deux plats de 140×8 de 2^m30 et deux plats de 150×8 mm de 0^m60) pèsent $40,5 + 11,3 = 51,8$ kg.

Enfin les renforts d'âmes, de 10 mm d'épaisseur, ont une hauteur de 300 mm, une largeur de 125 mm, et pèsent à eux trois 8,83 kg.

La poutre composée type d pèse (fig. 177):

	Longueur	Kg/mètre	Nombre	Poids en kg
Ame 300 × 10	2,30	23,55	1	54,4
Semelles 180 × 10	2,30	11,13	2	45,0
Renforts d'âme 65 × 10	0,150	23,55	6	21,2
Cornières 75 × 75 × 10	2,30	11,07	4	101,8
Cornières renforts d'âme 65 × 65 × 9	0,280	8,62	6	14,5
			Total	256,6

Dans le type e, la semelle a 40 mm de largeur en moins que dans le type d, d'où une diminution de poids de 14,40 kg et un poids total de $256,60 - 14,40 = 242,20$ kg.

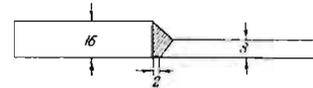


Fig. 175.

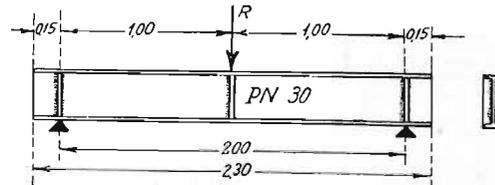


Fig. 176.

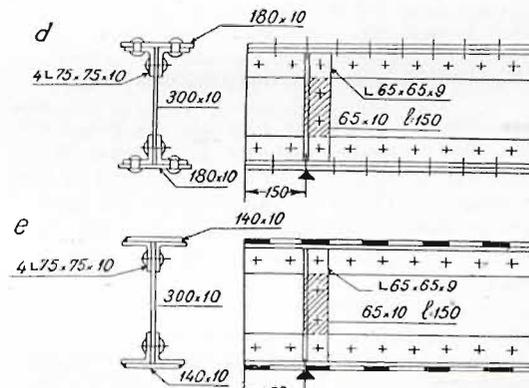


Fig. 177.

Le poids des différentes poutres essayées s'établit donc comme suit :

Type de poutres	Poids total en kg	
	Groupe I sans raidisseurs	Groupe II avec raidisseurs
na	124,75	133,58
a	165,25	174,08
b	176,55	185,38
c	176,55	185,38
d	—	256,6
e	—	242,2



TABLEAU I

1	2	3	4	5	6
Groupe	Type	Nombre d'essais	R	Poids de la poutrelle en kg	Rapport de la charge de rupture au poids
			Charge de rupture en tonnes		
Groupe I Poutres sans raidisseurs	aa	1	39,9	121,75	320
	a	3	51,7	165,25	330
	b	1	62,5	176,55	351
	c	1	68,5	176,55	388
Groupe II Poutres avec raidisseurs	aa	3	48,4	133,58	362
	a	9	71,3	171,08	409
	b	2	76,75	185,38	411
	c	1	81,5	185,38	455
	d	2	79,0	256,6	308
	e	2	71,9	242,2	309
		25			

Interprétation générale des résultats

Le tableau I donne les résultats des essais exécutés. Nous appelons *charge de rupture* R, la charge supportée par la poutre au moment de l'interruption de l'essai ⁽¹⁾. Les charges de rupture données dans la colonne 4 sont les moyennes arithmétiques des charges de rupture des différents essais.

La colonne 6 du tableau I donne la charge de rupture par unité de poids d'une poutre ; nous la désignerons sous le nom de *charge de rupture spécifique*.

Le tableau II donne les accroissements en tonnes et en pour cent, de la charge de rupture d'un type de poutre par rapport à la charge de rupture d'un autre type de poutre.

Nous pouvons en déduire les conclusions suivantes :

1° Une semelle soudée à une poutrelle PN 30 augmente la charge de rupture de 37,2 % lorsqu'il n'y avait pas de raidisseurs, de 47,4 % avec raidisseurs ;

2° Une seconde semelle, soudée sur une longueur de 600 mm au milieu de la poutre, augmente la charge de rupture de 14,25 % sans raidisseurs, de 7,65 % avec raidisseurs ;

3° Le remplacement d'une semelle de 8 mm par

⁽¹⁾ Les essais n'ont pas été poussés jusqu'à la destruction complète d'une poutre ; on peut néanmoins estimer que la charge maximum obtenue constitue la limite de la charge que peut supporter une poutre.

TABLEAU II

Types envisagés	Accroissement de la charge de rupture			
	Groupe I sans raidisseurs		Groupe II avec raidisseurs	
	tonnes	%	tonnes	%
$R_a - R_{aa}$	14,8	37,2	22,9	47,1
$R_b - R_a$	7,8	14,25	5,45	7,65
$R_c - R_a$	13,8	25,3	13,2	18,5
$R_e - R_b$	6	9,6	7,75	10,0

une semelle de 16 mm au milieu de la travée sur 600 mm de longueur, augmente la charge de rupture de 25,3 % sans raidisseurs, de 18,5 % avec raidisseurs ;

4° Le remplacement de deux semelles de 8 mm par une semelle de 16 mm sur une longueur de 600 mm au milieu de la travée augmente la résistance d'environ 10 %, indépendamment de l'existence des raidisseurs.

Cette dernière constatation s'explique : une tôle de 16 mm d'épaisseur présente une meilleure résistance au flambement et au voilement que deux tôles minces. On peut admettre d'autre part que l'aile soumise à traction des deux types b et c donne une résistance identique.

Les conclusions 2 et 3 montrent que l'influence des semelles placées au milieu de la portée est sensiblement plus importante pour les poutres sans raidisseurs que pour les poutres avec raidisseurs. Ces raidisseurs en effet retardent l'écrasement de l'âme. Dans le cas qui nous intéresse, les raidisseurs situés sous la charge concentrée ont joué le rôle principal, ceux situés au-dessus des appuis n'ont eu aucune influence.

Le tableau III donne les accroissements de la charge de rupture spécifique.

On peut en tirer les conclusions suivantes :

1° Le renforcement d'une poutrelle PN augmente la charge de rupture spécifique de 3,12 % lorsqu'elle n'est pas munie de raidisseurs, de 13 % lorsqu'elle en a ;

2° Le renforcement au moyen d'une semelle de faible longueur placée au milieu de la portée donne une amélioration de la charge de rupture spécifique en l'absence de raidisseurs ; son influence est négligeable en présence des raidisseurs ;

3° Le type c est le plus économique ; il donne, indépendamment des raidisseurs, environ 10 %



Construisez en acier!

d'économie par comparaison avec le type *b* et 26 % par comparaison avec le type *aa*.

Il résulte de l'examen comparatif des deux tableaux que la soudure d'une semelle à une poutrelle PN est particulièrement avantageuse lorsqu'on désire augmenter considérablement la résistance d'une poutre sans trop en augmenter la hauteur.

TABLEAU III

Types envisagés	Accroissement de la charge de rupture spécifique			
	sans raidisseurs		avec raidisseurs	
	tonnes	%	tonnes	%
$P_a - P_{aa}$	10	3,12	47	13
$P_b - P_a$	21	7,3	6	1,5
$P_c - P_a$	58	17,5	46	11,2
$P_c - P_b$	34	9,6	41	9,9
$P_b - P_{aa}$	31	10,6	52	14,4
$P_c - P_{aa}$	68	26,0	93	26

Influence de la disposition des soudures

TABLEAU IV

	C mm	m mm	R tonnes	R - R _m	
				tonnes	%
1	200	0	72,5	+ 4,2	+ 1,6
2	40	50	72,5	+ 4,2	+ 1,6
3	60	90	79,5	+ 8,2	+ 11,5
4	60	90	78,5	+ 7,2	+ 10,1
5	60	90	63	- 8,3	- 11,6
6	70	125	70	- 4,3	- 1,8
7	65	125	65,5	- 5,8	- 8,15
8	65	135	69	- 2,2	- 3,2
9	65	135	71,5	+ 0,2	+ 0,3

Afin de se rendre compte de l'influence de la longueur et de l'écartement des cordons discontinus de soudure qui fixent les semelles aux ailes, on a exécuté 9 essais sur des poutres du type *a* munies de raidisseurs, en faisant varier la longueur *c* et l'écartement *m* des cordons de soudure (fig. 178).

Le tableau IV donne les résultats obtenus ainsi que la différence entre chaque charge de rupture et la valeur moyenne de la charge de rupture. Les différences sont faibles; cependant la charge de rupture s'abaisse lorsque les écartements augmentent.

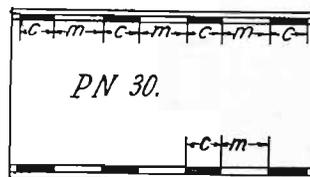


Fig. 178.

Comparaison entre les poutres composées et les poutrelles renforcées

Il est très intéressant de comparer, notamment au point de vue de la charge de rupture spécifique, les poutres composées rivées ou soudées aux poutrelles munies ou non de semelles.

Les deux types *d* et *e* de poutres composées ont une valeur économique approximativement égale; leurs charges de rupture spécifiques sont, en effet, respectivement égales à 308 tonnes par kg et 309 tonnes par kg. Cette valeur est sensiblement inférieure à celle des poutrelles renforcées ou non, munies ou non de raidisseurs.

Le tableau V montre l'importance de la supériorité économique des poutrelles renforcées sur la poutrelle composée soudée, type *e*.

TABLEAU V

	Accroissement de la charge de rupture spécifique			
	sans raidisseurs		avec raidisseurs	
	tonnes	%	tonnes	%
$P_{aa} - P_e$	11	2,8	53	17
$P_a - P_e$	21	5,4	100	32,1
$P_b - P_e$	45	11,5	105	34
$P_c - P_e$	79	20,2	146	47

On peut déduire de ce tableau que les poutrelles **I** renforcées non munies de raidisseurs sont déjà plus économiques de 2,8 % à 20 % que les poutres composées. Quant aux poutrelles **I** renforcées, munies de raidisseurs leur supériorité économique va de 17 % à 47 %.

Il faut également tenir compte de la main-d'œuvre qui est beaucoup plus importante pour les poutres composées.

En construction rivée on emploie souvent les poutres composées de préférence aux profilés **I** (par exemple pour les longerons et les poutres



Maximum de sécurité

transversales de pont), car il est difficile d'assembler par rivure des poutrelles I entre elles (assemblages des longerons aux poutres transversales).

Cette difficulté n'existe pas en construction soudée. Dans ces constructions il est donc plus indiqué d'employer des poutrelles I renforcées plutôt que des poutres composées: l'exécution en est simplifiée et la résistance accrue. Ceci est un des importants avantages des constructions soudées sur les constructions rivées.

Détermination des coefficients de sécurité

La tension de cisaillement est donnée par la formule

$$\tau = \frac{TS}{I\delta} = \frac{P}{2h_0\delta}$$

dans laquelle $T = \frac{P}{2}$ est l'effort tranchant; δ l'épaisseur de l'âme; I le moment d'inertie de la poutre; S le moment statique de la partie de la section située au-dessus du point envisagé. Notons que h_0 , bras de levier du moment résistant, est égal à $\frac{I}{S}$ si l'on admet que la courbe des tensions est une droite.

Dans le cas d'une poutrelle PN 30, ces valeurs sont les suivantes:

$$I = 9785 \text{ cm}^4;$$

$$S = 287 \text{ cm}^3 + \frac{\delta h_0^2}{8};$$

$$\delta = 1,08 \text{ cm}, \quad h_0 = 0,871 h = 0,245 = 25,885 \text{ cm};$$

$$\frac{\delta h_0^2}{8} = 90,5 \text{ cm}^3;$$

$$S = 287 \text{ cm}^3 + 90,5 \text{ cm}^3 = 377,5 \text{ cm}^3;$$

$$h_0 = \frac{I}{S} = 23 \text{ cm}; \quad \frac{I}{S} = 24,8 \text{ cm}^2;$$

$$\tau = \frac{39900}{2 \times 24,8} = 804 \text{ kg/cm}^2.$$

La tension de cisaillement τ est sensiblement inférieure à la limite d'élasticité. Elle varie avec les différentes poutres essayées, mais, dans aucun des cas, ne dépasse la limite d'élasticité, de sorte que la rupture de nos poutres n'a jamais été due au cisaillement.

Le module de flexion détermine donc la résistance de la poutre à la flexion. Le module de flexion est égal à $\frac{I}{v}$ (v étant la distance de la fibre extrême la plus éloignée de l'axe neutre) pour les sections symétriques $v = \frac{h}{2}$.

Minimum d'encombrement

Le module de flexion W de la poutrelle est

$$\text{donné par, } W = \frac{2I}{h}.$$

$$\text{D'autre part } M = \frac{PL}{4} = W\tau_{adm}.$$

$$\text{d'où } P = \frac{4W\tau_{adm}}{L}.$$

Pour $L = 200 \text{ cm}$ et $\tau_{adm} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ on a $P = 24 W$, où P est exprimé en kilogrammes et W en cm^3 .

Le coefficient de sécurité n est donné par le rapport de la charge de rupture R constatée aux essais (tableau I) à la charge P calculée.

Le tableau VI donne le module de flexion, la charge P calculée, et le coefficient de sécurité correspondant, $n = \frac{R}{P}$.

On peut en déduire que le module de flexion n'est pas le meilleur critère pour la détermination de la résistance à la flexion d'une poutre. Le coefficient de sécurité ainsi calculé varie en effet entre 2,02 et 3,10 et est en général inférieur à 3. Pour assurer cette sécurité de 3 il faut garantir la poutre contre l'écrasement et le déversement; nous constatons en effet que les nervures augmentent le coefficient de sécurité; si nous prenons $n = 3,10$ comme base et que nous traduisons les résultats en % de cette valeur nous voyons que, pour certaines poutres, le coefficient de sécurité n'est que les 65 % du maximum et que, dans le groupe de poutres munies de raidisseurs, la différence atteint 20 %. D'autre part les poutres composées présentent une sécurité inférieure de 13 à 14 %.

TABLEAU VI

Type	W cm ³	P tonnes	$n = \frac{R}{P}$		n en %	
			sans raidis- seurs	avec raidis- seurs	sans raidis- seurs	avec raidis- seurs
aa	653	15,7	2,54	3,08	82	99,5
a	958	23	2,38	3,10	77	100
b	1292	31	2,02	2,48	65	80
c	1292	31	2,24	2,73	72	88
d	1246	29,8	—	2,65	—	86
e	1154	27,7	—	2,70	—	87

Détermination des tensions dans les poutres

1° Tensions dues à la flexion

$$\text{La tension } \sigma = \frac{Mv}{I} \quad (2)$$



Construisez en acier!

devrait atteindre, au moment de la rupture de la poutre, une valeur égale à la résistance à la rupture de l'acier si la destruction de la poutre provenait de la flexion, et si l'acier suivait exactement la loi de Hooke. En fait, par suite de l'existence du palier, le diagramme des tensions dans la section dangereuse de la poutre est représenté par la figure 179. Si nous admettons que l'acier obéit jusqu'à la limite d'écoulement à la loi de Hooke, le moment fléchissant M de l'équation (2) et la charge de rupture augmentent de près de 15 % dans les poutres double-té, et nous aurons :

$$M = \frac{RL}{4} = 1,15 W\sigma;$$

pour $l = 200$ cm, nous aurons :

$$\sigma = \frac{50}{1,15 W} R. \quad (3)$$

TABLEAU VII

Type	$\frac{1,15 W}{5J}$ cm ²	Tension σ au moment de la rupture kg/mm ²	
		sans raidisseurs	avec raidisseurs
aa	15,07	26,4	32,0
a	22,05	21,8	32,4
b	29,80	21	25,8
c	29,80	23	28,1
d	28,68		27,6
e	26,50		28,2

Le tableau VII donne les tensions σ calculées d'après la formule (3).

Si les poutres avaient toutes péri par flexion et si le matériau employé était parfaitement homogène, les valeurs du tableau VII auraient dû être toutes égales à la limite d'écoulement du métal. Les valeurs obtenues diffèrent cependant, et elles sont beaucoup plus faibles en l'absence de raidisseurs. Les différences atteignent 32,4 — 21 = 11,4, soit 33 % de la valeur maximum, plus de 50 % de la valeur minimum. On peut en con-

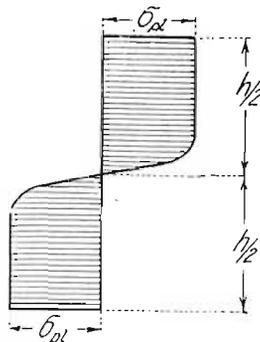


Fig. 179.

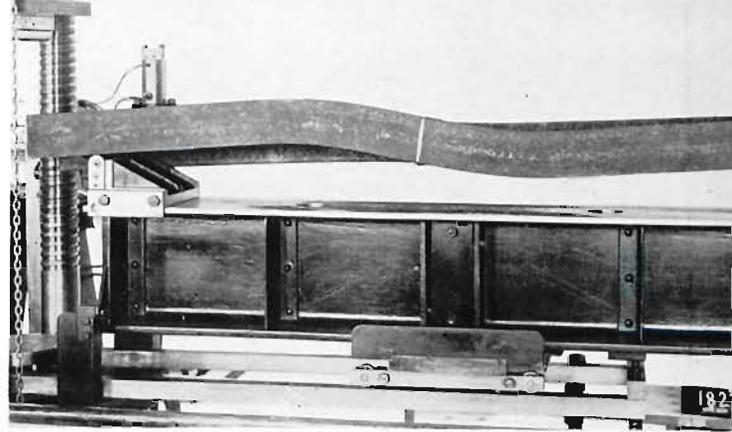


Fig. 180.

clure que toutes les poutres sans raidisseurs, et au moins quelques-unes des poutres munies de raidisseurs, ont péri par écrasement et par flambage de la membrure comprimée.

2° Flambage de la membrure comprimée

Le problème du flambage de la section comprimée a déjà été étudié ; Timoshenko notamment en a donné une solution dans le cas où l'âme de la poutre est fixée latéralement à ses deux extrémités (pratiquement, on se trouve en présence de ce cas lorsque des poutres parallèles sont entretroisées au droit de leurs appuis). Dans nos expériences, cette condition n'étant pas remplie, le flambage de la membrure comprimée pouvait se produire facilement (fig. 180).

3° Ecrasement de l'âme

Grâce à l'ouvrage publié par le professeur Huber (1), nous pouvons étudier le processus de l'écrasement en fonction de la charge. Huber considère l'aile sollicitée par une charge concentrée, comme une poutre reposant sur une base élastique ; cette base élastique est constituée par l'âme de la poutre, âme dont la partie supérieure tend à se rapprocher de la partie inférieure par suite des efforts de compression verticale auxquels elle est soumise. Ce rapprochement des deux ailes est considéré comme un déplacement vertical de l'aile étudiée.

Si la tension due aux efforts tranchants diminuait linéairement de la valeur τ à la partie supérieure de l'âme jusqu'à zéro à la partie inférieure, la déformation de l'âme atteindrait :

$$\frac{y}{h_1} = \frac{1}{2} \frac{\tau}{E}.$$

(1) Prof. M. T. HUBER, *Etude des poutres en double T*. Comptes rendus des séances de la Société Technique de Varsovie, 1923.



Maximum de sécurité

En réalité, la tension verticale est supérieure à zéro à la bordure inférieure de l'âme et la valeur de y devra être multipliée par un coefficient $\gamma > 1$.

Soit δ l'épaisseur de l'âme et $p = ky$ la pression de l'aile par unité de longueur, on aura l'équation

$$k = \frac{p}{y} = \frac{2}{\gamma} \frac{Ez}{h_1} \quad (a)$$

Désignons par I_x le moment d'inertie de l'aile par rapport à l'axe horizontal et posons

$$z^1 = \frac{k}{4EI_x} \quad (b)$$

La courbe de l'élastique de l'aile aura pour équation

$$y = fe^{-az} (\cos xz + \sin xz), \quad (d)$$

où x est l'abscisse mesurée à partir du point d'application de la force et f la flèche en ce point.

$$f = \frac{P}{8EI_x z^2} \quad (e)$$

En remplaçant I_x par sa valeur tirée de (b), on obtient :

$$f = \frac{Pz}{2k}$$

La pression maximum par unité de longueur est

$$p_{\max} = kf,$$

et la tension maximum

$$\tau_z = \frac{kf}{\delta} = \frac{P}{2\delta} z.$$

Dans tous ces calculs nous avons supposé que l'aile reposait librement sur l'âme. En fait il y a liaison rigide et nous avons, pour une charge uniformément répartie q sur des poutrelles PN 17 à PN 55 :

$$\tau_z = 0,92 \times \frac{q}{\delta}$$

ce qui réduit la tension maximum d'environ 8 %. En l'absence de données exactes relatives à une charge isolée, nous tiendrons compte de cette réduction de 8 % et prendrons

$$\tau_z = \frac{1}{2} \frac{0,92 P}{\delta} z.$$

Pour une poutrelle PN 30,

$$\delta = 1,08 \text{ cm}, \quad h = 26 \text{ cm}, \quad \frac{2\delta}{0,92} = 2,36 \text{ cm}$$

Minimum d'encombrement

et

$$\tau_z = \frac{Pz}{2,36} \quad (d)$$

Éliminons k entre les équations (a) et (b), nous avons

$$z^1 = \frac{\delta}{2\gamma I_x h_1}.$$

Huber admet approximativement pour γ la valeur $\frac{5}{4}$.

$$\text{d'où} \quad z^1 = \frac{0,4\delta}{I_x h_1},$$

ou, pour une poutrelle PN 30,

$$\frac{1}{z^1} = I_x \frac{26}{0,4 \times 1,08} = 59,6 I_x. \quad (e)$$

En portant cette valeur dans (d) et en posant

$$6,55 \frac{1}{I_x} = \Lambda, \quad (f)$$

on obtient :

$$\tau_z = \frac{P}{\Lambda} \quad (g)$$

DÉTERMINATION DU FACTEUR Λ

L'aile d'une poutrelle I PN 30 peut être considérée comme un pentagone. Les surfaces intérieures de l'aile ont une inclinaison $\alpha = 14$ %, ce qui donne au pentagone les dimensions suivantes (fig. 181) :

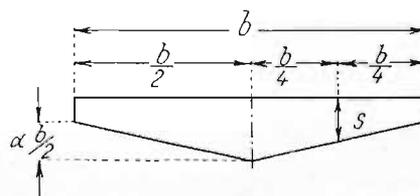


Fig. 181.

$$b = 12,5 \text{ cm}; \quad s = 1,62 \text{ cm}; \quad s_1 = s - \frac{1}{4}bz = 1,182 \text{ cm};$$

$$s_2 = s + \frac{1}{4}bz = 2,058 \text{ cm}.$$



Construisez en acier!

On peut décomposer le pentagone en un rectangle et un triangle dont les surfaces sont :

$$F_1 = bs_1 = 44,78 \text{ cm}^2$$

$$F_2 = b \times \frac{1}{2} bz = 5,17 \text{ cm}^2$$

$$F_s = 20,25 \text{ cm}^2$$

La distance entre le centre de gravité de ce triangle et la base du pentagone est :

$$x_2 = s_1 + \frac{1}{6} bz = 1,182 + 0,292 = 1,171 \text{ cm}$$

Le moment statique du rectangle par rapport à la base est :

$$S_1 = \frac{1}{2} F_1 s_1 = 8,75 \text{ cm}^3$$

Le moment statique du triangle est :

$$S_2 = F_2 x_2 = 8,05 \text{ cm}^3$$

Le moment statique du pentagone :

$$S_s = S_1 + S_2 = 16,80 \text{ cm}^3$$

La position du centre de gravité de l'aile est donnée par

$$x = \frac{S_s}{F_s} = \frac{16,8}{20,25} = 0,83 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de l'aile est, d'après Huber :

$$I_s = 1,14 \frac{bs^3}{12} = 5,05 \text{ cm}^4$$

la hauteur de l'âme est

$$h_1 = h - 2 s_2 = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

Dans les poutrelles renforcées type *a*, *b* et *c*, il faut également tenir compte des semelles de renforcement.

Pour le type *a*, en conduisant les calculs comme ceux de l'aile seule, nous avons (fig. 182).

Calcul de la surface :

$$F_1 = F_s = 20,25 \text{ cm}^2$$

$$F_2 = 14 \times 0,8 = 11,20 \text{ cm}^2$$

$$F = 31,45 \text{ cm}^2$$

Calcul du moment statique :

$$S_1 = F_1 \times 0,83 = 16,80 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = F_2 \times 0,4 = 4,49 \text{ cm}^3$$

$$S = S_1 - S_2 = 12,31 \text{ cm}^3$$

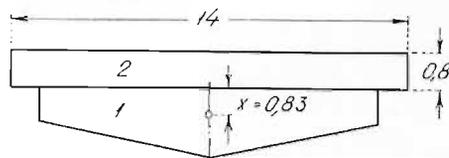


Fig. 182.

Calcul du moment d'inertie :

$$I_s = 5,050 \text{ cm}^4$$

$$S_1 \times 0,83 = 13,95 \text{ cm}^4$$

$$I_1 = 19,00 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = \frac{2}{3} S_2 \times 0,8 = 2,395 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 21,395 \text{ cm}^4$$

$$\frac{S^2}{F} = 4,825 \text{ cm}^4$$

$$I_s = 16,570 \text{ cm}^4$$

Position du centre de gravité :

$$x = \frac{S}{F} = 0,392 \text{ cm}$$

Pour le type *b* (fig. 183), la section se compose du type *a* renforcé par une semelle de 150 × 8 mm d'une surface de 12 cm².

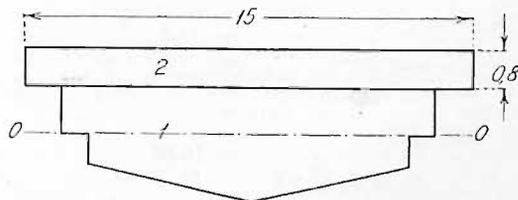


Fig. 183.

On a :

Calcul de la surface :

$$F_1 = 31,45 \text{ cm}^2$$

$$F_2 = 12,00 \text{ cm}^2$$

$$F = 43,45 \text{ cm}^2$$

Calcul du moment statique :

$$S_1 = 12,31 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = F_2 \times 1,2 = 14,4$$

$$S = S_2 - S_1 = 2,09$$



Maximum de sécurité

Calcul du moment d'inertie :

$$\begin{aligned}
 I_1 &= 21,395 \\
 I_2 = S_2 \times 1,2 &= 17,3 \\
 \frac{15}{12} \times 0,8^3 &= 0,61 \\
 \hline
 I_0 &= 39,34 \\
 - \frac{S^2}{F} &= 0,10 \\
 \hline
 I &= 39,24.
 \end{aligned}$$

Le type *c* (fig. 184) se compose du type *aa* renforcé d'une semelle de 145×16 mm.

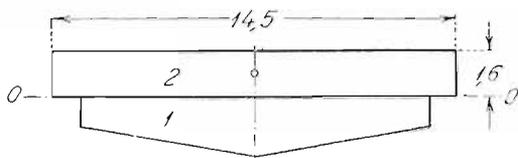


Fig. 184.

On a :

Calcul de la surface :

$$\begin{aligned}
 F_1 &= 20,25 \text{ cm}^2 \\
 F_2 = 14,5 \times 1,6 &= 23,2 \\
 \hline
 F &= 43,45 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Calcul du moment statique :

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 16,80 \\
 S_2 = F_2 \times 0,8 &= 18,59 \\
 \hline
 S = S_2 - S_1 &= 1,79
 \end{aligned}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$\begin{aligned}
 I_1 &= 19,00 \text{ cm}^4 \\
 I_2 = \frac{2}{3} S_2 \times 1,6 &= 19,82 \text{ cm}^4 \\
 \hline
 I_0 &= 38,82 \\
 - \frac{S^2}{F} &= 0,07 \\
 \hline
 I &= 38,75
 \end{aligned}$$

Pour les types *b* et *c*, on a en moyenne :

$$I_m = \frac{1}{2} (39,24 + 38,75) = 39,0 \text{ cm}^4.$$

Minimum d'encombrement

Le tableau VIII donne les valeurs de Λ calculées au moyen de l'équation (f).

TABLEAU VIII

Type	I_m en cm^4	Λ en cm^2
<i>aa</i>	5,05	9,85
<i>a</i>	16,57	13,26
<i>b</i> et <i>c</i>	39,00	16,10

Le tableau IX donne les valeurs de la tension de compression verticale calculée d'après l'équation (g), ainsi que la tension normale σ calculée d'après (3) et donnée au tableau VII (poutres sans raidisseurs).

TABLEAU IX

Type	R tonnes	Λ cm^2	σ_z kg/mm^2	σ kg/mm^2	Δ
<i>aa</i>	39,9	9,85	10,50	26,1	0,08
<i>a</i>	51,7	13,26	11,28	21,8	0,86
<i>b</i>	62,5	16,10	38,10	21,0	2,32 = 6 %
<i>c</i>	68,5	16,10	41,80	23,0	1,38
en moyenne			40,42	23,8	

La valeur de σ_z varie dans des limites restreintes et la différence entre la valeur maximum et la valeur minimum n'atteint que 9,15 % de la valeur moyenne ; par contre les valeurs de σ correspondantes varient dans de plus larges limites (22,7 %) ; les tensions verticales sont beaucoup plus importantes que les tensions longitudinales et il est normal qu'elles aient été cause de la rupture des poutres.

Il peut paraître étonnant que la valeur de σ_z dépasse la limite d'écoulement. Cela peut s'expliquer par le fait que l'expérience n'a pas été interrompue au moment précis où la tension σ_z atteignait la limite d'écoulement ; la charge a été encore augmentée et, par suite des déformations, la charge concentrée s'est répartie sur une bande assez large, diminuant ainsi les tensions au point milieu.

Nous pensons que les raidisseurs placés au droit de la force P , répartissent également la charge dans les deux membrures. Ces raidisseurs dimi-



Construisez en acier!

nent les tensions verticales d'environ 1,59 fois ⁽¹⁾. Pour les poutres transversales, l'équation (g) devient

$$\sigma_z = \frac{P}{1,59 A} \quad (5)$$

Le tableau X donne les valeurs de σ_z calculées d'après la formule (5) et les valeurs de σ calculées par la formule (3) (voir tableau VII, poutres avec raidisseurs).

TABEAU X

Type	R tonnes	1,59 A cm ²	σ_z kg/mm ²	σ kg/mm ²
aa	48,4	15,70	32,5	32
a	71,3	21,14	33,8	32,1
b	76,75	26,0	29,55	25,8
c	84,50	26,0	32,75	28,1

Ici également la variation de σ_z est beaucoup moins importante que celle de σ , et les valeurs de σ_z sont plus grandes. Cependant les différences ne sont pas suffisantes pour exclure la possibilité de rupture des poutres par flexion.

Si pour les poutres sans raidisseurs, les photographies (fig. 185) prouvent indubitablement que la poutre a péri par écrasement et déformation locale de la membrure supérieure, on peut observer dans les poutres avec raidisseurs un commencement de rupture par flexion.

La poutre entière fléchit et forme un angle également à sa partie inférieure (fig. 186) car les tensions τ ont également contribué à sa destruction.

On a constaté dans les poutres munies de raidisseurs, à l'exception des poutres où les semelles étaient soudées par cordons continus, le plissement de la semelle comprimée des deux côtés du point d'action de la force (fig. 186 et 187) et un arrachement graduel des cordons allant du centre de la poutre vers les appuis. On peut expliquer ces phénomènes par un flambement isolé de la semelle, élément comprimé, ayant une faible rigidité. Il va sans dire que ce plissement ne s'est pas produit pour les semelles soudées par cordons continus (fig. 188). Les semelles plus épaisses des poutres du type c, résistent mieux au flambement et ne plient pas si facilement, ce qui

(1) PIVLA, Influence des raidisseurs d'âme soudés aux poutres sur leur résistance. (Annales de l'Académie des Sciences Techniques, Varsovie, 1935, I, p. 152).

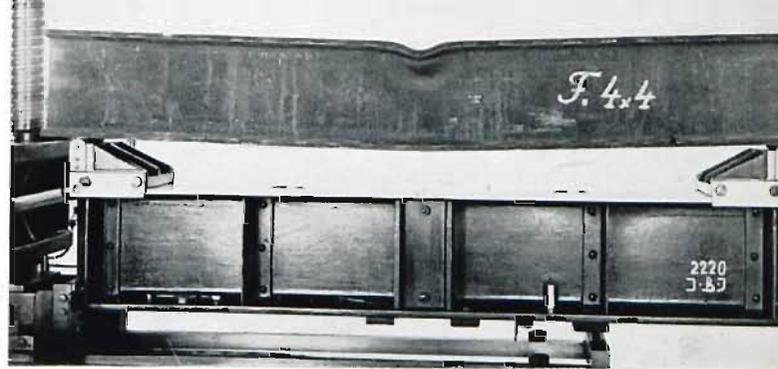


Fig. 185.

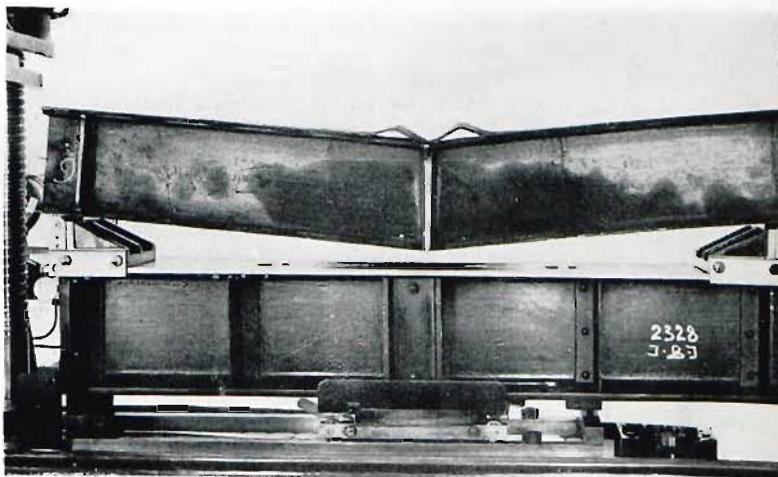


Fig. 186.

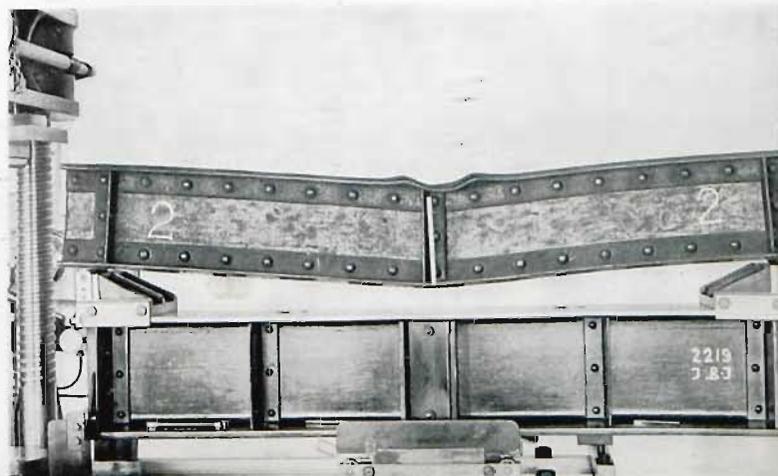


Fig. 187.

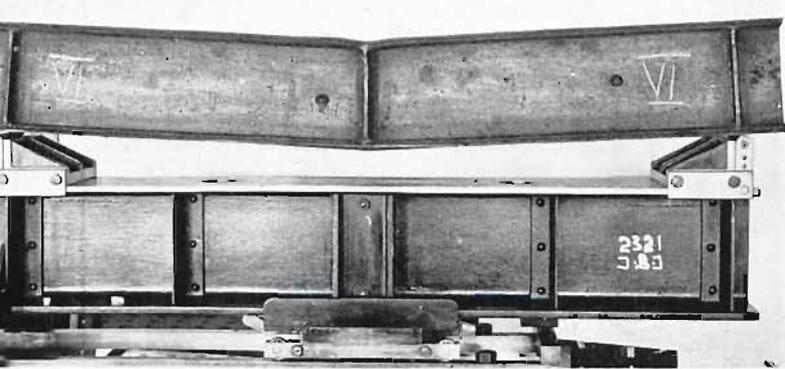


Fig. 188.

explique la plus grande résistance du type *c* (voir tableaux II et III).

L'arrachement de la semelle et son plissement des deux côtés de la force concentrée peuvent s'expliquer en étudiant la forme que prend l'élastique de la membrure supérieure considérée comme une poutre appuyée sur une base élastique (fig. 189 — équation 4). Les ordonnées de cette élastique sont négatives de même que les tensions σ_x . Ces tensions σ_x tendent à arracher l'aile, mais celle-ci fait corps avec l'âme. La semelle isolée peut être également considérée comme une poutre appuyée sur une base élastique et a donc tendance à se détacher de l'aile de la poutrelle. On se trouve ainsi en présence d'une preuve palpable que l'aile soumise à une charge isolée se comporte bien comme une poutre appuyée sur une base élastique.

Le plissement de l'âme, causé par les fatigues

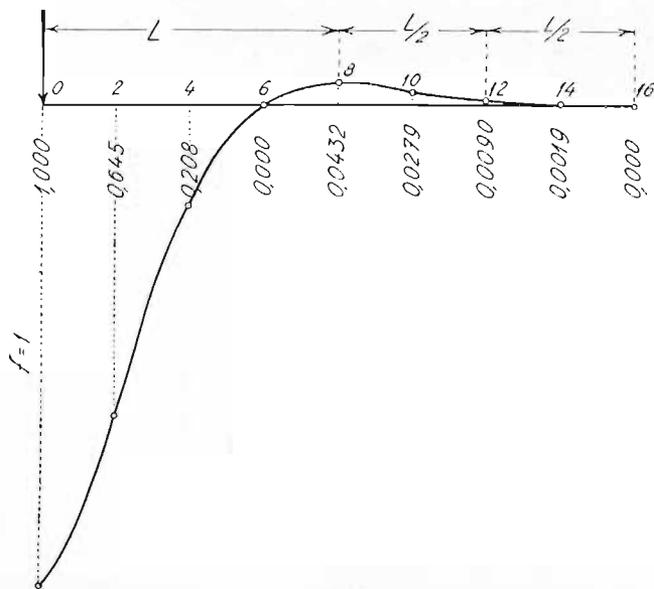


Fig. 189.

Maximum de sécurité

transversales sous l'action de la force isolée, prouve que l'âme est trop mince : la forme plane de l'âme est instable; c'est la forme gauche (paroi ridée) qui est stable. Nous ne nous trouvons en présence d'aucun des cas mentionnés et étudiés par Timoshenko. Ce plissement s'effectue d'ailleurs en dehors du domaine de l'élasticité.

L'onde se trouve très près de la membrure supérieure : cela prouve que la fatigue transversale diminue rapidement depuis la membrure supérieure jusqu'à la membrure inférieure. Les raidisseurs empêchent le plissement de l'âme et retardent ainsi la destruction de la poutre.

Résumé et conclusions

Nous avons soumis à flexion jusqu'à la rupture des poutrelles PX 30 renforcées par des semelles, ainsi que des poutres composées ayant également 300 mm de hauteur. La flexion était produite par une force unique *R* agissant au milieu de la portée ($l = 2$ mètres).

Les poutres soumises aux essais avaient les caractéristiques suivantes :

Type *aa* : poutrelle PX 30 sans semelles ;

Type *a* : poutrelle PX 30 renforcée par une semelle haut et bas sur toute la longueur ;

Type *b* : poutre du type *a* renforcée au milieu de la portée par une semelle de 600 mm de longueur, haut et bas ;

Type *c* : les deux semelles superposées de la poutre *b* ont été remplacées par une semelle de 600 mm de longueur et de 16 mm d'épaisseur, haut et bas ;

Type *d* : poutre composée en tôle rivée ;

Type *e* : poutre composée en tôle soudée.

Les poutres des quatre premiers types étaient munies ou non de raidisseurs d'âme, celles des deux derniers types avaient toutes des raidisseurs.

L'efficacité des semelles soudées peut être mesurée par l'un des trois résultats d'essais suivants :

1. La charge de rupture *R*.

2. La charge de rupture spécifique $\frac{R}{G}$ quotient de la charge de rupture par le poids de la poutre.

3. Le quotient de la force *R* ou mieux du moment sollicitant, $M = \frac{1}{4} RL$, par le module de flexion, c'est-à-dire la tension de flexion $\sigma = \frac{M}{W}$.

qui devient $\sigma = \frac{M}{1,15 W}$ si nous dépassons la limite d'écoulement de l'acier.



Sauvegardez l'avenir

L'addition de semelles soudées à une poutrelle se traduit par les constatations suivantes :

1. La charge de rupture R (voir tableau I) augmente évidemment : elle augmente

- a) En fonction de l'importance des semelles ;
- b) En fonction de l'épaisseur des semelles ;
- c) Selon le groupe de poutres : (groupe **I**, poutres sans raidisseurs) (groupe **II**, poutres avec raidisseurs).

2. La charge de rupture spécifique marque une augmentation moins importante, mais constante (voir tableau I).

3. La tension de flexion n'augmente pas ; elle a même tendance à diminuer surtout dans les poutres sans raidisseurs.

Comme on pouvait le prévoir, les types *b* et *c* ont une charge de rupture spécifique élevée et sont plus économiques que les types *aa* et *a* ; en effet une semelle de 600 mm n'entraîne qu'une faible augmentation de poids et augmente autant qu'une semelle de 2 mètres de longueur le moment résistant de flexion et la résistance à l'écrasement des ailes. (Cette résistance est fonction du moment d'inertie de l'aile au droit de la force concentrée.)

La comparaison des types *b* et *c* conduit aux conclusions suivantes : quels que soient le groupe de poutres et le résultat d'essai envisagés, le remplacement de deux semelles de 8 mm chacune par une semelle de 16 mm conduit à une meilleure utilisation du métal : en effet, ce remplacement augmente la charge de rupture et, par le fait même, la charge de rupture spécifique et la valeur de σ , d'environ 10 %.

Les résultats des essais effectués sur les types *d* et *e* montrent que ces poutres ont une charge de rupture spécifique sensiblement inférieure à celle des poutrelles renforcées ou non par des semelles. Les avantages économiques de la construction soudée sur la construction rivée en sont la conclusion directe, surtout si l'on tient compte du prix de la main-d'œuvre, plus important dans les poutres composées.

Le choix d'une poutre sera parfois dicté par la recherche de la charge de rupture la plus grande (lorsque par exemple la hauteur est limitée). Dans ce cas, il est préférable de souder des semelles à une poutrelle de hauteur relativement faible, quoique de cette façon le module de flexion ne soit pas entièrement exploité.

Lorsqu'il s'agit de renforcer une construction existante, l'addition de semelles soudées peut être la seule solution. Mais, si l'on a toute liberté dans

Construisez en acier!

le choix du profil à utiliser, c'est l'économie, c'est-à-dire la charge de rupture spécifique la plus grande qui doit dicter le choix. On prendra une poutrelle de grande hauteur sans semelle plutôt qu'une poutrelle moins haute renforcée, ce dispositif de poutrelle renforcée ou non étant préférable d'autre part à une poutre composée.

Une poutre correctement construite doit avoir une résistance à la flexion proportionnelle à son module de flexion, c'est-à-dire que σ doit être une constante égale à la limite d'écoulement du métal. Si la valeur de σ est inférieure à la limite d'écoulement, la destruction de la poutre n'est pas due à la flexion. Le module de flexion W est d'autant mieux utilisé que σ est plus grand. Comme en pratique la poutre se calcule à la flexion par la formule

$$M = W \sigma_{adm},$$

le coefficient de sécurité est :

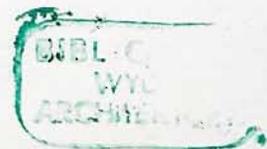
$$n = \frac{\sigma}{\sigma_{adm}}.$$

Pour $\sigma_{adm} = 1200$, nous avons déterminé des valeurs de n allant de 2,02 à 3,10. Les variations de ce coefficient atteignent 35 % de la valeur maximum. En se cantonnant dans le groupe de poutres munies de raidisseurs, cette variation atteint encore 20 %, la valeur minimum étant les 80 % de la valeur maximum. Les poutres composées ont un coefficient de sécurité inférieur de 13 à 14 % à celui des poutrelles renforcées.

Lorsque la compression verticale dépasse, sous l'action de la charge unique, la limite d'écoulement, la poutre s'écrase. Au cours de nos essais cette tension de compression σ_c a été plus grande que la tension longitudinale (voir tableau IX), particulièrement pour les poutres sans raidisseurs, où cette tension σ_c est cause de la rupture ; dans les poutres munies de raidisseurs, les deux tensions ont contribué à cette rupture. Les raidisseurs réduisent les tensions verticales, s'opposent au plissement de l'âme, et retardent ainsi la destruction de la poutre, en permettant d'utiliser presque entièrement le moment résistant de la poutre.

La continuité des soudures empêche le décollement et le plissement des semelles : les soudures par cordons discontinus n'empêchent pas ce plissement. Celui-ci confirme les hypothèses théoriques admises dans le calcul des tensions verticales (l'aile y est considérée comme une poutre reposant sur un appui élastique).

St. B. et A. Ch.



N° 4 - 1935

